

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 5. Juni 1931

Heft 25



Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke.

Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten an der Rheinbrücke Ruhrort-Homburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Sievers und Dipl.-Ing. G. Harler, Duisburg.

I. Allgemeines.

Die in den Jahren 1904 bis 1907 von der MAN, Werk Gustavsburg, erbaute Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homburg ist die weitest gespannte Gerberträgerbrücke des europäischen Festlandes. Das gewaltige, wohl allen Fachleuten bekannte Bauwerk befriedigt den Beschauer als Gesamtbild durch die überaus harmonische, ästhetisch schöne Linienführung und zeigt im einzelnen eine gut abgestimmte Gliederung der wuchtigen Eisenmassen (Abb. 1 u. 2).

Im folgenden sollen die einzelnen Arbeiten kurz gestreift, der Umbau der Pendelgelenke als der technisch schwierigste und interessanteste Teil ausführlicher beschrieben werden.

II. Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten.

A. Unterer Windverband.

Der untere Windverband besteht aus einem doppelte gekreuzten System, dessen Einzelstäbe zwei durch Flachisen 50·8 vergitterte C-Eisen bilden.

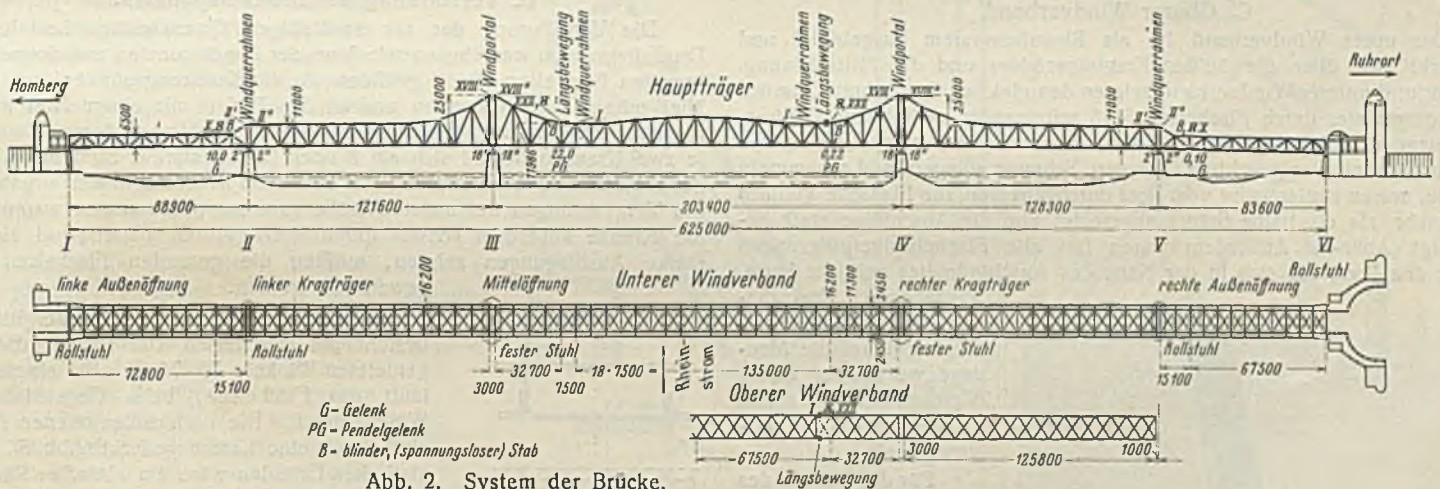


Abb. 2. System der Brücke.

Die Brücke, deren Lage durch verkehrs- und brückentechnische sowie wirtschaftliche Erwägungen von vornherein festgelegt war, überspannt den Rheinstrom an der Einmündung der Duisburg-Ruhrorter Häfen. Sie liegt an einer für den Bestand der Eisenkonstruktion sehr ungünstigen Stelle. Während von beiden Ufern die Abgase der dort befindlichen großen industriellen Anlagen über das Tragwerk hinstreichen, ist sie gleichzeitig den Rauchgriffen des unmittelbar vor den Häfen besonders lebhaften Schiffsverkehrs ausgesetzt. Um so verhängnisvoller mußte sich daher die zehnjährige, durch den Krieg und die darauffolgende Besatzung erzwungene Unterbrechung aller Unterhaltungsarbeiten einschließlich der Erneuerung des Anstriches auswirken. Die nach dem Abzuge der Besatzungstruppen vorgenommene eingehende Untersuchung deckte Rostschäden in einem solchen Umfange auf, daß sich eine gründliche Instandsetzung des ganzen Brückenzuges als unbedingt notwendig erwies. Gleichzeitig mit der Auswechslung der durch Rost geschwächten oder zerstörten Elemente wurden alle Konstruktionsteile verstärkt, die den neuen Rechnungsvorschriften für Straßenbrücken nicht genügten.

Die gesamten Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten wurden von der Stadtverwaltung Duisburg im Jahre 1928 auf Grund einer engeren Ausschreibung der Gesellschaft Harkort in Duisburg übertragen.

In sämtlichen Feldern des Brückenzuges mußten 64 Stäbe zum Teil ganz, zum Teil hälftig samt der Flacheisenvergitterung erneuert werden. Die größten Rostschäden an den auszuwechslenden Stäben zeigten sich an den Enden der C-Eisen, an den Anschlußknotenblechen und an den Anschlußwinkeln (Abb. 3). Da während der Auswechslung eines Windverbandstabes der verbleibende Gegenstab die ganze Querkraft aufzunehmen hatte, mußte dieser gegen Ausknicken gesichert werden. Dies geschah mit Hilfe von hölzernen Steifen und eisernen Spannstangen, die sich gegen die benachbarten Längs- und Querträger abstützten. Erwähnt soll noch werden, daß in den Kragträgerfeldern der untere Windverband im Kreuzungspunkt der beiden Stäbe am mittleren Längsträger aufgehängt wurde.

Die großen Rostschäden an den Anschlüssen der einzelnen Stäbe entstanden hauptsächlich durch die Ablagerung von Schmutz, der durch die Öffnungen im Fußweg an den Knotenpunkten der Hauptträger heruntergespült wurde. Um diesen Übelstand zu beseitigen, wurden die ebenfalls stark verrosteten Abdeckungen ausgebaut und durch neue Konstruktionen ersetzt, die den Asphaltbelag des Fußweges um 1,5 cm überragen. Als Abdeckbleche gelangten 8 mm starke Warzenbleche zur Verwendung, die mit Messingschrauben an den darunter befindlichen Abschlußrahmen befestigt sind, so daß sie jedesmal beim Anstrich abgenommen werden können.

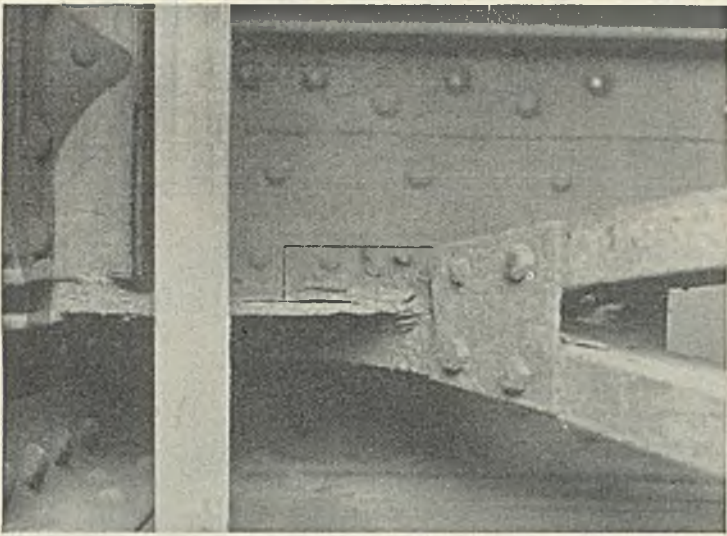


Abb. 3. Rostschäden am unteren Verband.
Der Flansch des oberen \square -Eisens ist an der Anschlußstelle ganz abgerostet, das Knotenblech zeigt starke Abblättern.

B. Vergitterung der Untergurte der Kragträger.

Die aus zweiteiligen Querschnitten bestehenden Untergurtstäbe der Kragträger sind durch erhebliche Druckkräfte beansprucht, so daß die an der Unterseite befindlichen Bindungen für die Aufnahme der nach den neuen Bestimmungen in Rechnung zu stellenden Querkraft nicht ausreichen. Aus diesem Grunde, sowie unter Berücksichtigung des Umstandes, daß einzelne Stäbe infolge des Festsitzens der Gelenke (s. S. 371) bedeutende Zusatzkräfte aufzunehmen hatten, wurde vor Beginn der eigentlichen Umbauarbeiten an den Gelenken die Vergitterung der Untergurte entsprechend verstärkt. Die Verstärkung bestand in dem Einzichen neuer Bindebleche zwischen den vorhandenen und in dem Einbau eines aus Winkeln gebildeten einfachen Strebenzuges als Verbindung der oberen Teile der beiden Einzelstäbe.

C. Oberer Windverband.

Der obere Windverband ist als Rhombensystem ausgebildet und erstreckt sich über die beiden Kragträgerfelder und die Mittelöffnung. Oberer und unterer Windverband zeigten den gleichen Querschnitt, nämlich zwei gespreizte, durch Flacheisen 50·8 miteinander verbundene \square -Eisen. Die Stege der obenliegenden \square -Eisen, in denen sich, namentlich in den Überbauten mit waagrechttem Obergurt, Schmutz ablagern und ansammeln konnte, waren stellenweise vom Rost durchgefressen, die Flansche vielfach um mehr als die halbe Stärke abgerostet und die Anschlüsse stark beschädigt (Abb. 4). Außerdem waren fast alle Flacheisenvergitterungen durch den Rost, der sich in der Nähe des Anschlußnietes gebildet hatte, ausgebogen. Aus diesen Gründen und mit Rücksicht auf die Montage wurde der obere Verband auf seine ganze Länge von 453,3 m ausgetauscht.

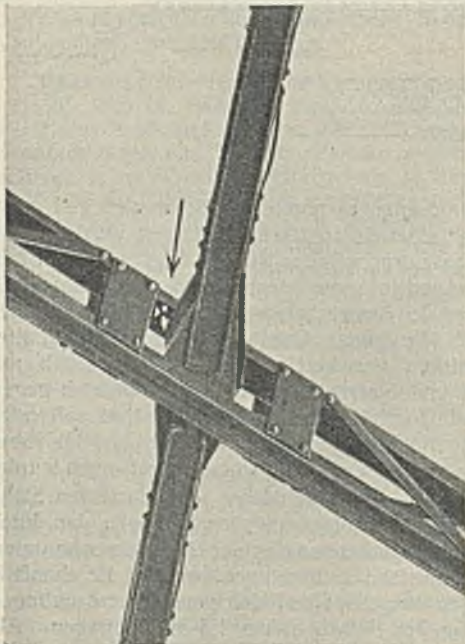


Abb. 4. Rostschäden am oberen Verband des linken Kragträgers.

Für die Streben des neuen Verbandes wurde ein einteiliger Querschnitt gewählt, der aus einem oberen stehenden und einem unteren liegenden \square -Eisen gebildet ist. Die glatten vollwandigen Profile bieten wesentlich weniger Angriffspunkte für die Bildung von Rostherden als die gegliederten Stäbe des alten Verbandes (Abb. 5).

Die vorhandenen alten Windstreben waren in Schwerlinie des Obergurtes angeschlossen, die Stäbe der neuen Verspannung wurden auf den oberen

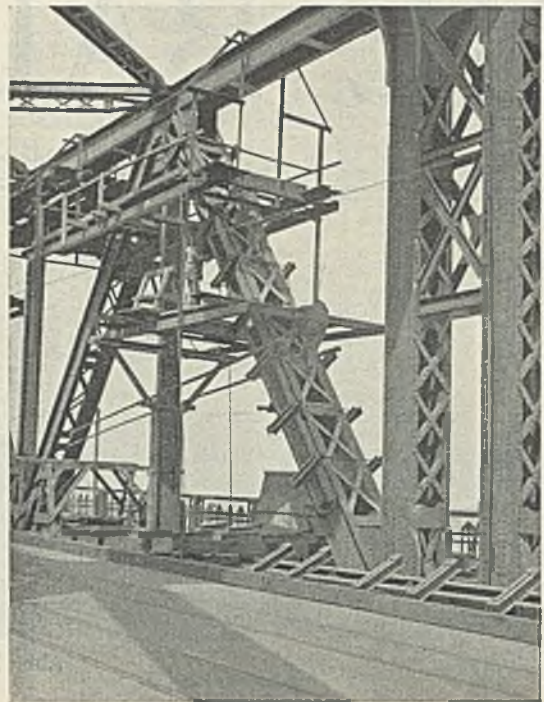


Abb. 5. Windverbandknotenpunkt mit den alten und den darüber befindlichen neuen Windverbandstäben. An der Druckdiagonale die für die Auswechslung der Vergitterung aufgebrachte Sicherungskonstruktion. Rechts die beiden Posten der kleinen Pylone auf Pfeiler V mit der neuen Vergitterung.

inneren Gurtflansch gelegt und mit diesem vernietet. Diese Anordnung ermöglichte die Montage einer Anzahl Felder des neuen Windverbandes vor dem Ausbau der entsprechenden alten Windverbandteile, so daß von besonderen Sicherungskonstruktionen für die Auswechslung abgesehen werden konnte.

D. Verstärkung der Druckdiagonalen.

Die Vergitterung der aus zweiteiligen Querschnitten bestehenden Druckdiagonalen war ebenso wie jene der Zugdiagonalen aus doppelt gekreuzten Flacheisen 80·10 gebildet, die im Kreuzungspunkt durch einen Niet miteinander verbunden und an den Enden mit einem Niet an die abstehenden Schenkel der Stabaußenwinkel angeschlossen waren. Zwischen je zwei Kreuzen befand sich ein 8 oder 10 mm starkes Bindeblech. Die genaue statische Untersuchung der einzelnen Druckdiagonalen ergab, daß die Vergitterungen der meisten Stäbe zu schwach bemessen waren. Da die Kreuze außerdem schwer durch Rost gelitten hatten und vielfach starke Ausbiegungen zeigten, mußten die gesamten Flacheisen ausgetauscht werden.

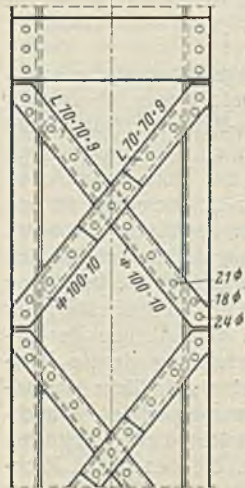


Abb. 6.
Neue Vergitterung der Druckdiagonalen.

Die neue entsprechend steife Vergitterung besteht aus Flacheisen 100·10 mit darunter genieteten Winkeln 70·70·9. Bei einem Stab läuft das Flacheisen, beim Gegenstab der Winkel durch. Die nach außen offenen Fugen sind durch eine Lasche gedeckt (Abb. 6). Aus statischen Gründen wäre ein einfacher Strebenzug zweifellos günstiger gewesen. Da jedoch die durchgeführten Berechnungen zeigten, daß bei dem starken Überwiegen der ständigen Last die durch die Verkehrslasten hervorgerufenen Nebenspannungen unwesentlich waren, wurde aus architektonischen Erwägungen das doppelt gekreuzte System beibehalten, um die neue Vergitterung der Druckstäbe in vollkommenen Einklang zu jener der Zugstäbe zu bringen. Für den Anschluß jedes Stabes waren zwei Niete vorgesehen, von denen der eine in das alte vorhandene Bohrloch, der zweite von diesem nach innen zu geschlagen wurde.

Zur Aussteifung der Stabenden der einzelnen Diagonalen und zur Aufnahme der durch den außerordentlichen Anschluß der Einzelstäbe hervorgerufenen Momente wurden innerhalb der Knotenbleche Bindungen angeordnet. Diese Verstärkung geschah vor Inangriffnahme der eigentlichen Auswechslungsarbeiten.

Da die Diagonalen Stabkräfte bis zu 1000 t aufweisen, waren bei der Mehrzahl besondere Sicherungen während der Erneuerung der Vergitterungen erforderlich.



Abb. 7. Einbau der neuen Verstärkungsbleche in die Pfosten der großen Pylonen.

Die Einzelstäbe wurden hierzu durch eine aus Längs- und Quer- \square -Eisen in Verbindung mit Spannstangen stehende Bewehrung außen geschient und innen durch Eichenholzkeile gegeneinander abgesteift (Abb. 5). Nach Einbau dieser Sicherungskonstruktionen gelangte Kreuz für Kreuz zur Auswechslung.

E. Verstärkung der Pylonen.

Ähnliche Schäden wie bei den Diagonalen waren bei der Flacheisenvergitterung der Pylonenpfosten aufgetreten. Während bei den kleinen Pylonen auf Pfeiler II und V die gleiche Konstruktion (Abb. 5) und derselbe Arbeitsvorgang wie bei den Druckdiagonalen gewählt wurden, gelangten bei den Außenwänden der Pfosten der großen Pylonen auf Pfeiler III und IV 10 mm starke Bleche zum Einbau, die kreisförmig ausgenommen waren, um das Innere der Pfosten zugänglich zu erhalten. Der naheliegende Gedanke, das Ausnehmen der Bleche durch Anordnung einer Steigleiter im Inneren des Pfostens zu ersparen, war mit Rücksicht auf die eingebauten Querschotte, auf die nicht verzichtet werden konnte, nicht durchführbar. Für die Auswechslung der Vergitterung an den großen Pylonen waren besondere Sicherungen nicht notwendig (Abb. 7).

F. Auswechslung der Pendelgelenke der Mittelöffnung.

1. Allgemeines.

Der interessanteste, aber auch schwierigste Teil der gesamten Instandsetzungsarbeiten war der Umbau der Pendelgelenke der Mittelöffnung. Wie aus Abb. 2 u. 8a¹⁾ zu ersehen ist, war der 135 m lange Mittelträger mit Hilfe von Zugpendeln in den Endpfosten der Kragträger längsverschieblich eingehängt. Diese Gelenke saßen nun seit einer Reihe von Jahren vollkommen fest. Selbst bei den ungewöhnlich niedrigen Temperaturen des Winters 1928/29 konnte nicht die geringste Verschiebung

¹⁾ Abb. 8a ist dem erweiterten Sonderabdruck aus der Z. d. VdI 1907, Tafel 3, entnommen.

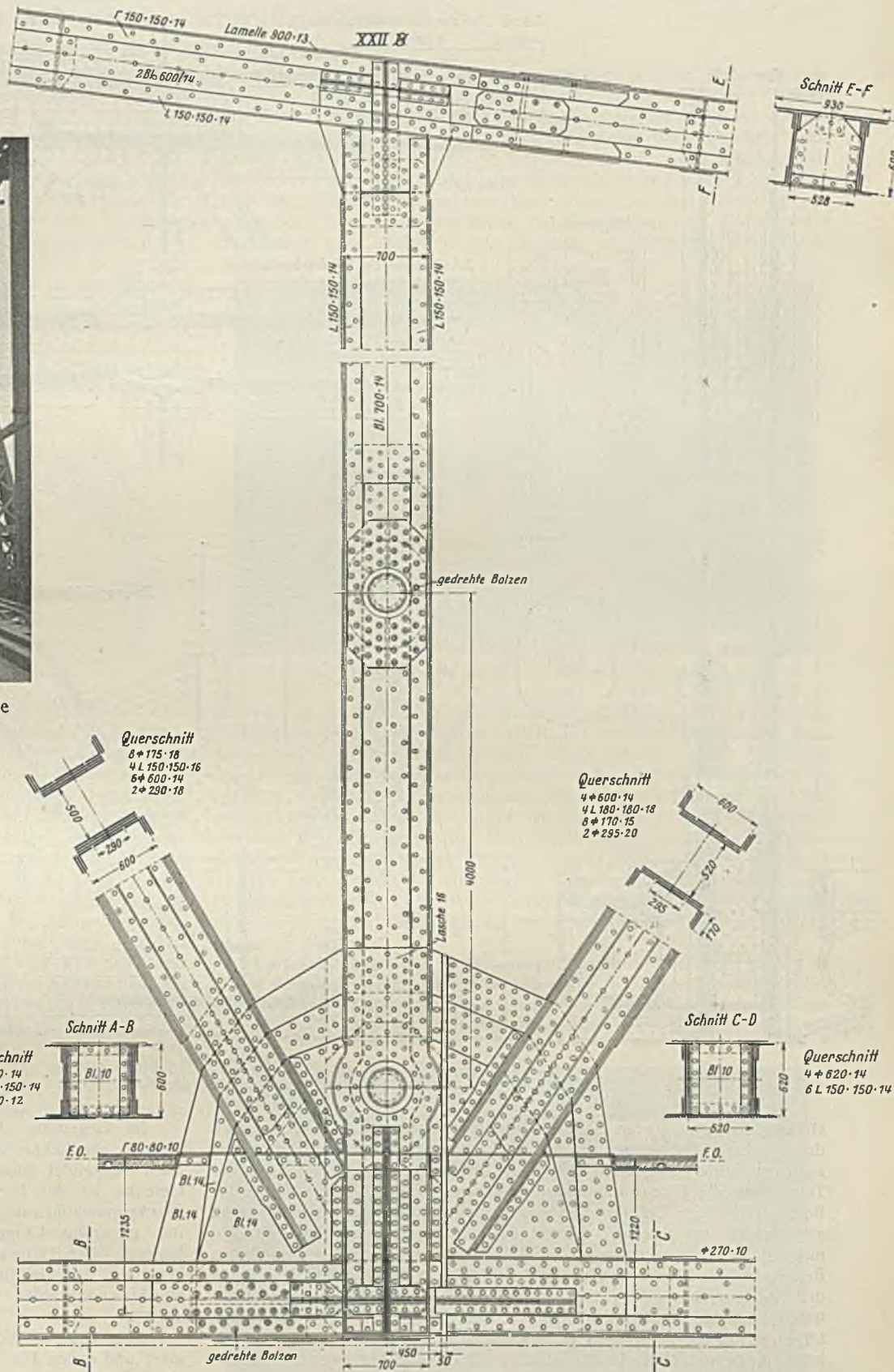


Abb. 8a. Alter Anschluß der Mittelöffnung an die Kragträger.

beobachtet werden. Die Ursache für das Festsitzen der Gelenke war zweifellos darin zu suchen, daß die großen, gegen Rost nicht geschützten Berührungsflächen der Knotenbleche des Einhänge- und Kragträgers, die nach der Konstruktionszeichnung ein Spiel von nur 1 mm aufwiesen, aneinander festgerostet waren. In welchem Maße die in den Bolzen der Zugpendel auftretende Reibung durch Behinderung der Bewegung das Verrosten begünstigte, sei dahingestellt. Die Beobachtungen beim Umbau der Pendelkonstruktion zeigten jedenfalls, daß diese Reibung außerordentlich groß gewesen sein muß.

Die Dehnung der Mittelöffnung infolge von Temperatur und Dehnung des Untergurtes bei Verkehrsbelastung konnte also nur durch elastische Formänderungen des Untergurtes, sowie durch Verbiegung und Schief-

Alle Rechte vorbehalten.

Der Abbruch des Schüptitzer Tunnels.

Von Reichsbahnrat Johs. Endler, Greiz i. V.

Beim zweigleisigen Ausbau der Linie Werdau—Mehltheuer zwischen den Bahnhöfen Loitsch-Hohenleuben und Zeulenroda, unterer Bahnhof, mußte der 97 m lange Tunnel zwischen km 40,909 und 41,006 in der Nähe des Haltepunktes Schüptitz aufgeschlitzt und durch einen Einschnitt ersetzt werden.

Der Tunnel war zweigleisig hergestellt, doch reichte sein lichter Querschnitt zur Aufnahme des zweiten Gleises mit einem Halbmesser von 290 m und einem Gleisabstand von 3,60 m nicht aus. Er mußte entweder erweitert oder ganz beseitigt werden. Da die geschätzten Kosten für die erforderliche Erweiterung fast an die Kosten für das Aufschlitzen des Tunnels heranreichten, entschied man sich für den Abbruch.

Der Bau des Tunnels wurde im Jahre 1873 begonnen, mußte aber 1876 infolge Zahlungsunfähigkeit der die Bahn bauenden Eisenbahngesellschaft eingestellt werden. Die Unterbrechung dauerte sechs Jahre. Der Tunnel wurde im Jahre 1883 fertiggestellt und am 15. November 1883 in Betrieb genommen.

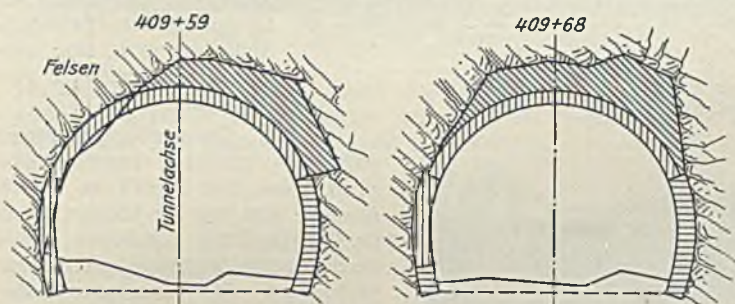


Abb. 1. Hohlräume über dem Tunnelgewölbe.

Er führte durch einen von Südost nach Nordwest verlaufenden Ausläufer des Weinberges. Das durchstoßene Gebirge bestand aus mit Grauwacke durchsetztem Tonschiefer des unteren Kulms, der stark von Südost nach Nordwest einfiel. Der Tunnel war in einem Bogen von etwa 240 m Halbmesser angelegt. Infolge dieses Richtungswechsels der Tunnelachse kann man von einem Ost- und Südportal sprechen. Dieser Richtungswechsel gegenüber der Lagerung des Tonschiefergebirges sollte während und nach dem Aufschlitzen nicht vorgesehene Schwierigkeiten verursachen, auf die ich noch zu sprechen kommen werde. Da die Überlagerung über dem Gewölbe nur 14 bis 16 m betrug, ist fast anzunehmen, daß die Erbauer der Bahn die Anlage eines Tunnels der Herstellung eines Einschnittes vorzogen, um gegen etwa eintretende Rutschungen geschützt zu sein. Der Tunnel war vollständig ausgemauert, die Widerlager mit Bruchsteinen, das Gewölbe mit Klinkerziegeln in 50 cm Stärke. Nur die Portale waren auf 4 m Tiefe vollständig in bearbeiteten Sandsteinquadern hergestellt. Das Ziegelgewölbe war durch Fugen in verschieden große Teile zerlegt, die an den Portalen 2,5 m lang waren und nach dem Tunnelinneren sich bis zu 9 m Länge vergrößerten. Die noch vorhandene Abnahmezeichnung zeigte in verschiedenen Profilen bis 2 m hohe Hohlräume über dem Gewölbe, die mit Aufbruchmaterial in Packlagergröße ausgesetzt waren (Abb. 1).

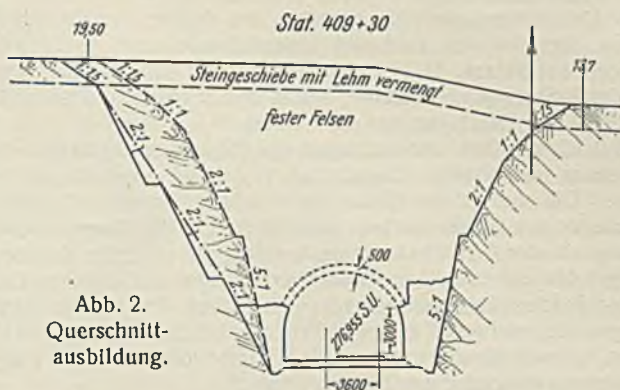


Abb. 2. Querschnittsausbildung.

Hatte man zunächst geplant, den unteren Teil des Einschnittes beiderseits in einer Neigung 5:1 herzustellen, die alsdann in Neigungen 2:1, 1:1 und schließlich in den etwa in 1,5 m Stärke überlagernden stark mit Steingeschiebe vermengten lehmigen Massen in eine Neigung 1:1,5 übergehen sollte, so gelang dies infolge der ungünstig zur Bahnachse verlaufenden Lagerung des Tonschiefers nur auf der bahnlinken (westlichen) Seite des Einschnittes, während die bahnrechte (östliche) Einschnittböschung wesentlich flacher ausgestaltet werden mußte (Abb. 2).

Hier war eine Neigung 2:1 anzulegen, die etwa alle 6 m Einschnitttiefe durch 1 m breite Bermen unterbrochen werden sollte. Diesen Bermen kam die Aufgabe zu, abrollende Verwitterungsbrocken aufzufangen. Der Schiefer ließ jedoch die scharfe Ausbildung dieser Bermen nicht überall zu. An solchen Stellen wurde die Böschung zwischen den Brechpunkten entsprechend verzogen, so daß eine flachere Neigung als 2:1 entstand. Durch den Richtungswechsel der Bahn gegenüber der Schichtung des anstehenden Schiefergebirges wurde das Gebirge an dem Südennde des Einschnittes etwa senkrecht zur Lagerung des Schiefers durchfahren,



Abb. 3. Ostportal mit am 8. 10. 1929 abgerutschten Massen.

während an dem Ostende des Einschnittes die Lagerung des Gebirges fast gleichlaufend zur Bahnachse verlief und während des Abbaues zum Abrutschen von etwa 100 m³ Massen führte (Abb. 3). Daß der Abtrag des Gebirges auch interessante geologische Aufschlüsse zeigte, stand zu erwarten. Während der Arbeit wurde deshalb enge Fühlung mit dem geologischen Landesinstitut und mit den diese Gegend durchforschenden örtlichen Geologen gehalten. Interessante Scher- und Rutschflächen sowie eine Hakenbildung am Ostende wurden freigelegt (Abb. 4).

Die Kenntnis von den stellenweise über dem Gewölbe vorhandenen Hohlräumen (s. Abb. 1) führte zu folgenden Vorschriften für den Abbau des überlagernden Gebirges, die in den Ausschreibungsbedingungen festgelegt wurden.

Zunächst sollten die überlagernden Massen bis auf eine etwa 1 m starke Felsenspannschicht über dem Gewölbe unter Berücksichtigung der vorhandenen Hohlräume abgebrochen werden. Der Ausschreibung wurden deshalb Querprofile des Tunnelgewölbes mit den eingetragenen Hohl-



Abb. 4. Hakenbildung im Kulmschiefer.

räumen über dem Gewölbe beigegeben. Während des Abbaues bis auf die zunächststehende Gebirgsspannschicht war gute Sondierung durch lange Bohrer verlangt, damit plötzliche, den Eisenbahnbetrieb durch den Tunnel gefährdende Belastung des Gewölbes vermieden wurde. Auch sollten die Bohrlöcher für Sprengungen so gerichtet sein, daß bei Sprengungen die Sprengwirkung nach dem Tunnelgewölbe zu möglichst vermieden wurde. Dementsprechend waren auch die Stärken der Sprengladungen zu bemessen. Von der Bedingung, daß beim Abbau der letzten

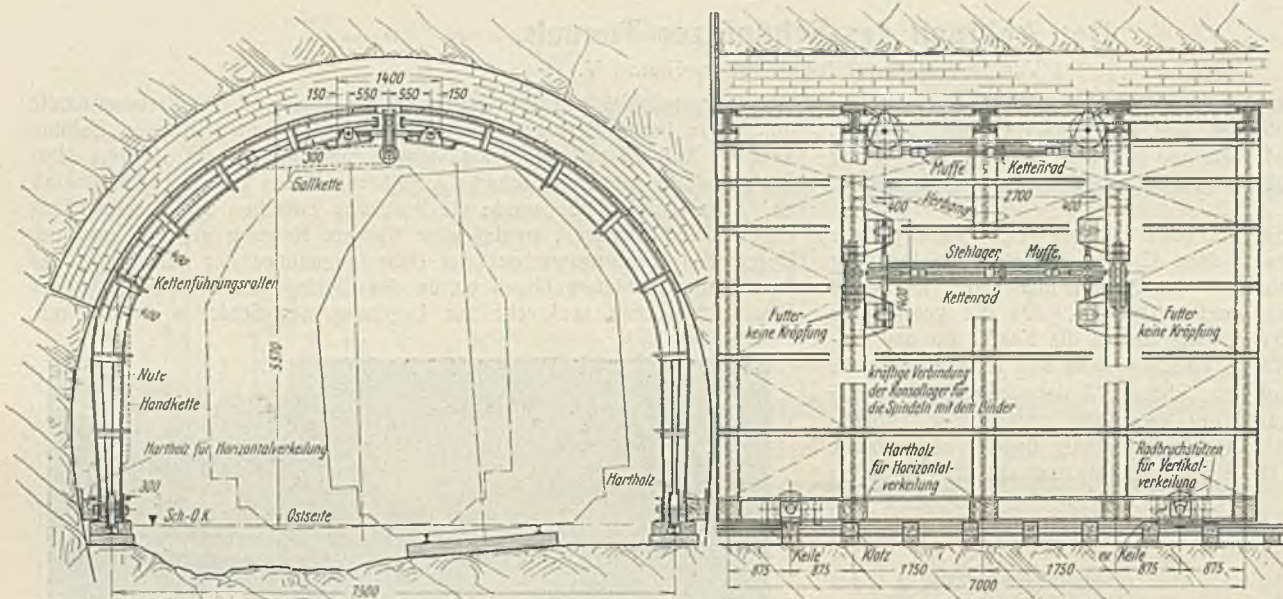


Abb. 5. Lehrgerüst (Querschnitt und Längsschnitt).



Abb. 6. In den Tunnel eingefahrenes Lehrgerüst.



Abb. 7. Lehrgerüst nach Abbruch des Tunnelgerüsts.

Felsenschicht über dem Gewölbe das Lösen der Massen gegebenenfalls mit Keilen gefordert werden könnte, wenn befürchtet werden mußte, daß das Tunnelgewölbe durchschlagen werde, brauchte nur an sehr wenigen Stellen Anwendung gemacht zu werden.

Zur Sicherung des Eisenbahnbetriebes während des Abbaues der letzten, 1 m starken Felsspannschicht und des Gewölbes wurde vorgeschrieben, das Tunnelgewölbe mit Hilfe eines beweglichen Lehrgerüsts von einzelnen Jochen oder eines feststehenden auf die ganze Tunnelänge abzufangen. Für beide Arten wurden Preise eingefordert, die Entscheidung darüber, welches Gerüst verwendet werden sollte, aber bis zu dem Zeitpunkte hinausgeschoben, an dem es gebraucht wurde.



Abb. 8. Abbau der Massen in den Gewölbezwickeln.

Um ein sorgfältiges Anschmiegen des Lehrgerüsts an das Tunnelprofil zu erzwingen, wurden die Kosten für etwa nötige Gleisverswenkungen des Betriebsgleises, das leider sehr verschieden von der Tunnelachse entfernt

lag, dem Unternehmer aufgelegt.

Mit Rücksicht auf die vorgesehene Abbruchweise des überlagernden Gebirges wurde für die Berechnung des Lehrgerüsts vorgeschrieben, daß es außer dem Gewicht des 50 cm starken Tunnelgewölbes die zunächst zu belassende, etwa 1 m starke Felsenschicht mit mehrfacher Sicherheit zu tragen habe. Zum Schutze gegen abfallende Massen auf das Betriebsgleis wurde ein guter Bohlenbelag über den Lehrbogen und ein besonderer Schutz an der Stirn am Lehrgerüstende gefordert. Außerdem war eine einfache Rauchschutztafel vorgesehen.

Die ausführende Firma wählte ein fahrbares, eisernes Lehrgerüst¹⁾ aus fünf Jochen in 1,75 m Abstand, also von 7 m Länge (Abb. 5 bis 7). Die fünf Lehrbogen waren durch kräftige Verbände miteinander verbunden. Die einzelnen Binder waren als Dreigelenkbogen ausgebildet, die an den Füßen in die Laufrollenträger eingebaut waren. Der Scheitel des Lehrgerüsts war mittels eines Spindelgetriebes derart beweglich eingerichtet, daß das Lehrgerüst beim Vorfahren gelüftet und während des Abbruches des Ziegelgewölbes an dieses angepreßt werden konnte. Die Fortbewegung des Lehrgerüsts wurde durch je zwei sich auf einer Eisenbahnschiene bewegend Laufrollen an den beiderseitigen Fußträgern ermöglicht. Um die vier Laufrollen und das Spindelgetriebe während des Arbeitsbetriebes zu entlasten, wurde das Gerüst in den Stützpunkten und in allen Kämpfern unterkeilt und an den Scheitelpunkten durch Einführen von Drehbolzen festgelegt. Die Stützweite der Dreigelenkbogen betrug 7,65 m und die Höhe von Oberkante Fahrachse bis zum Scheitelpunkte 5,70 m. Eine dreifache Sicherheit des Gerüsts wurde nachgewiesen.

Das Lehrgerüst wurde in Zugpausen von der Bergseite — die Linie steigt an dieser Stelle 1:100 — am Südportal zusammengesetzt und sodann in den Tunnel eingeschoben (s. Abb. 6).

Der Unternehmer betrieb zunächst den Abbau der Gebirgsmassen mit Hand, entschloß sich aber nach einiger Zeit, einen $\frac{3}{4}$ -m³-Löffelbagger auf Raupen anzusetzen, da sich herausstellte, daß sich das Schiefergebirge leicht durch Sprengen in kleine, leicht zu bewegend Felsbrocken in Grottschlag- und Packlagergröße zerkleinerte.

Der leichte Abbau der überlagernden Massen ermöglichte außerdem eine weitere, vorteilhafte Abweichung von dem vorgesehenen Arbeitsvorgang. Die 1 m starke Gebirgsspannschicht konnte lediglich unter dem Schutze des 50 cm starken Tunnelgewölbes abgebaut werden, und die Massen in den Gewölbezwickeln konnten bis zur Höhe der Gewölbe-widerlager bis auf etwa 3 m Höhe über S.O. mit der auf dem Gewölbe liegenden Förderbahn abgefördert werden (s. Abb. 2 u. 8). So wurde das Tunnelgewölbe vor Beginn des eigentlichen Abbruches vollständig freigelegt.

Der Abbruch des Gewölbes selbst folgte sodann in der Länge des Lehrgerüsts entsprechenden Streifen (Abb. 9).

Die gewonnenen Massen wurden zum großen Teile unter Beimischung von lehmigen Massen zur Dammverbreiterung für das zweite Gleis verwendet, die übrigen Massen mußten in Seitenablagerungen an den beiden Tunnelenden geschüttet werden.

Insgesamt sind zur Herstellung des Einschnittes 33 000 m³ Massen gewonnen worden. Der Abtrag begann am 8. August 1929 und war am 7. Mai 1930 fertiggestellt. In der Zeit vom 9. September 1929 bis zum

¹⁾ Bautechn. 1929, Heft 22, S. 334.



Abb. 9. Abbruch des Tunnelgewölbes.



Abb. 10. Fertiggestellter Einschnitt (etwa früheres Ostportal).

14. März 1930 wurde mit Ausnahme des Januar 1930 in Tag- und Nachtschichten gearbeitet. Der Bagger war vom 23. September bis zum 9. Dezember 1929 angesetzt. In jeder Arbeitsschicht waren etwa 25 Mann

beschäftigt. — Die Eisenbahnstrecke ist zweifellos durch den Abbruch des Tunnels übersichtlicher und deshalb betriebsicherer gestaltet worden (Abb. 10).

Die Gründung des Unterhauptes der Schleuse Friedrichsfeld im Wesel-Datteln-Kanal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurath Werner, Eberswalde.

Die Schleuse Friedrichsfeld ist die westlichste der sechs Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals und vermittelt als solche den Übergang vom Kanal zum Rhein. Gleich den übrigen Schleusen des Kanals besitzt sie 225 m nutzbare Länge und 12 m Lichtweite; ihr Gefälle, abhängig vom jeweiligen Wasserstande des Rheins, schwankt zwischen 0 und 9 m und beträgt bei MW des Rheins (Ord. + 16,89 m NN) rd. 5,60 m.

bis zu deren Beendigung durch eine mit Kies umschüttete geschlitzte Betonrohrleitung von 40 cm Weite ersetzt.

Es war ursprünglich in Aussicht genommen, das gesamte Schleusenbauwerk massiv in Beton zu erbauen. Dieselben mißlichen Bodenverhältnisse aber, die bereits beim Bau der Nachbarschleuse Hünxe in letzter Stunde dazu geführt hatten, für die Kammermauern die Massiv-

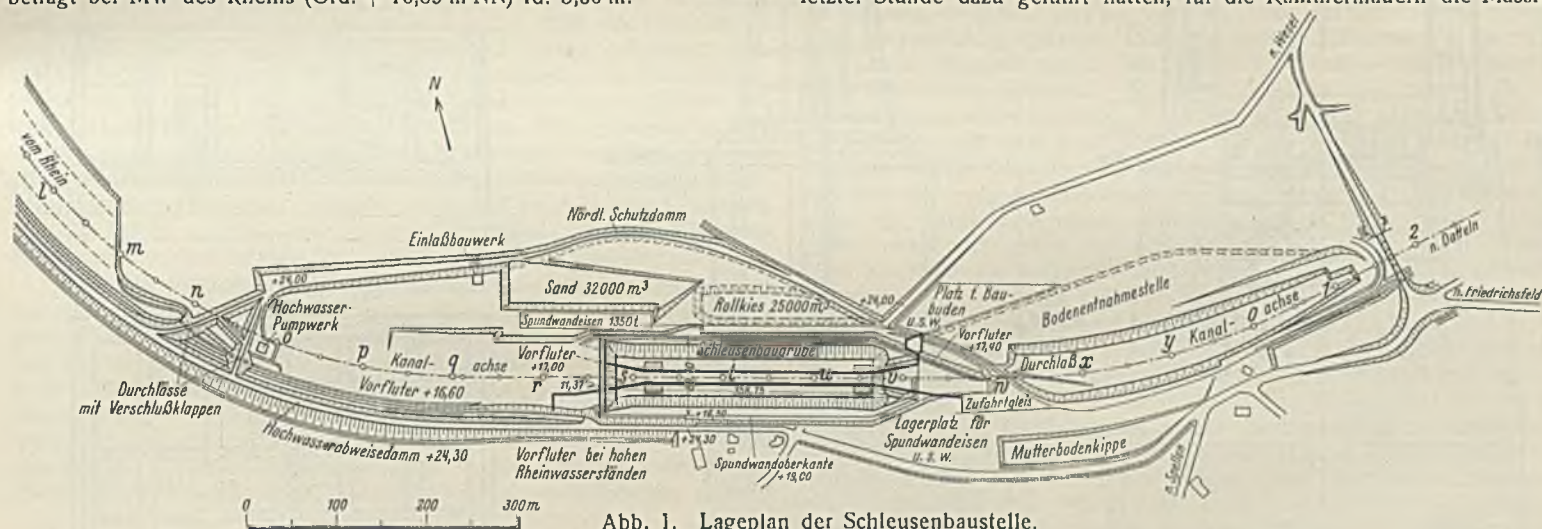


Abb. 1. Lageplan der Schleusenbaustelle.

Das Baugelände, etwa auf Ord. + 20,0 bis + 23,0 m NN gelegen, liegt im Überschwemmungsgebiet des Rheins, dessen HHW bis auf Ord. + 24,0 m NN ansteigt. Die gesamte Baustelle der Schleuse wurde daher in weitem Umfange mit einem nach Osten und Süden hin an hochwasserfreies Land anschließenden Damm umgeben, in dessen Schutz ausreichende Lagerplätze für Kies, Sand und sonstige Baustoffe vorgesehen waren (Abb. 1). Die eigentliche, innerhalb dieser Umwallung liegende Schleusenbaugrube war wiederum durch eine bis Ord. + 19,0 m NN aufreichende und bis in wasserundurchlässige Tonschichten hinabgerammte eiserne Larssenspundwand von 17 m mittlerer Länge allseitig umschlossen worden, um einerseits den wegen der Nähe von Rhein und Lippe und wegen der über dem Ton liegenden kiesigen Schichten zu erwartenden starken Wasserandrang zur Schleusenbaugrube fernzuhalten, und andererseits die Bauverwaltung vor Schadenersatzansprüchen der zahlreichen, in der Nähe liegenden Gehöfte wegen Wasserentziehung durch die Bauarbeiten zu schützen.

Innerhalb des vorbezeichneten, durch Spundwände umschlossenen Raumes (s. Abb. 6) konnte die Bausohle durch eine am Westende stehende Kreiselpumpe von 300 mm Rohrdurchmesser, der das Wasser durch einen offenen Ringgraben zugeführt wurde, ohne Schwierigkeit trockengehalten werden. Der Ringgraben wurde später bei Beginn der Auffüllungsarbeiten

bauweise aufzugeben, zwangen auch bei der Schleuse Friedrichsfeld zur Verwendung von eisernen Spundwänden für die Ausbildung der Kammer¹⁾. Für die Häupter konnte im wesentlichen der alte Entwurf beibehalten werden, nur mußte das Unterhaupt, an dessen Bauplatz die Bodenverhältnisse besonders ungünstig waren, erheblich tiefer gegründet werden, als anfänglich für nötig erachtet worden war. Abb. 2 gibt eine Darstellung der am Bauplatz des Unterhauptes unterhalb der auf Ord. + 9,1 m NN gelegenen Sohle der Schleusenbaugrube angetroffenen, durch Bohrungen festgestellten Bodenschichten. Nach einer 3 bis 4 m starken Lage aus festem Kiessand folgt nach unten hin eine als „breiger Glimmerton“ bezeichnete Schicht, die in der Südostecke des Bauwerks nur eine Dicke von rd. 2 m, in der gegenüberliegenden Nordwestecke hingegen eine Stärke von über 8 m aufweist. Die Oberfläche des unter ihr folgenden „festen Glimmertons“, dessen Mächtigkeit unbekannt, aber sehr erheblich ist, fällt also innerhalb der Grundfläche des Unterhauptes nach Nordwesten hin scharf ab. Der Glimmerton ist eine dem Miozän angehörende Bodenart. Er sieht schwarzbraun aus, besteht aus Ton, Sand von staubfeiner Körnung und zahlreichen Glimmerteilchen; er enthält Wasser, setzt

¹⁾ Vgl. Abhandlung von Baertz, Bautechn. 1929, Heft 17 u. 19, S. 251 u. 279.

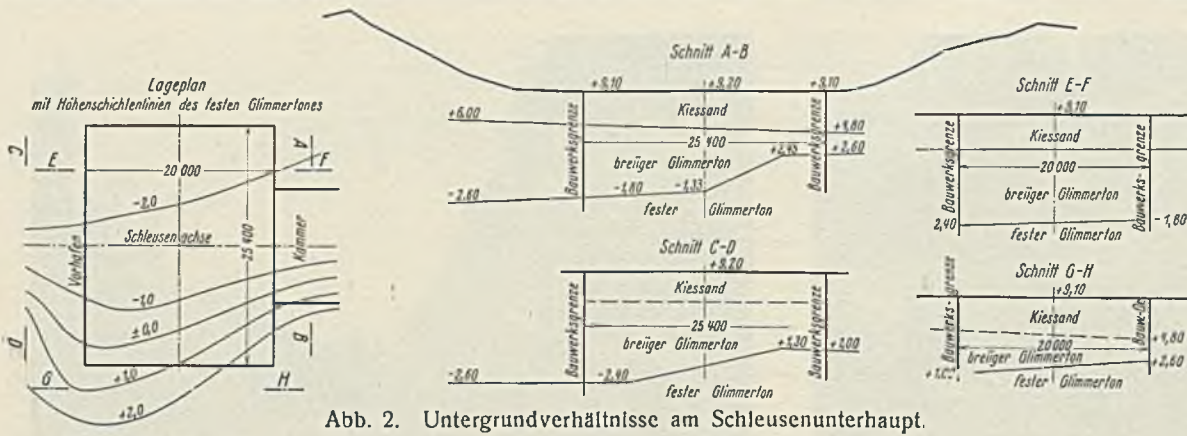


Abb. 2. Untergrundverhältnisse am Schleusenunterhaupt.

aber des staubfeinen Kornes wegen dem Wasserdurchfluß sehr erheblichen Widerstand entgegen. Der „breiige“ Glimmertone ist gegenüber dem „festen“ lockerer gelagert, tonärmer und besonders dadurch gekennzeichnet, daß er als weiche, breiige Masse nur mit der Schlammbüchse (Ventilbohrer) zu Tage gebracht werden konnte, während der „feste“ ohne Schwierigkeit mit dem Spiralbohrer als druckfeste, aber

spreizten eisernen Spundwänden, die zuerst ins Auge gefaßt war, wurde bei näherer Untersuchung aufgegeben: Wenn auch die Grundfläche des Hauptes infolge der Verwendung von mit Füllungsschützen ausgestatteten Hubtoren²⁾ verhältnismäßig klein hatte gehalten werden können, so betrug sie doch immer noch rd. 20×25 m, und hieraus ergaben sich bei der Tiefe des Spundwandkastens von wenigstens 12 m

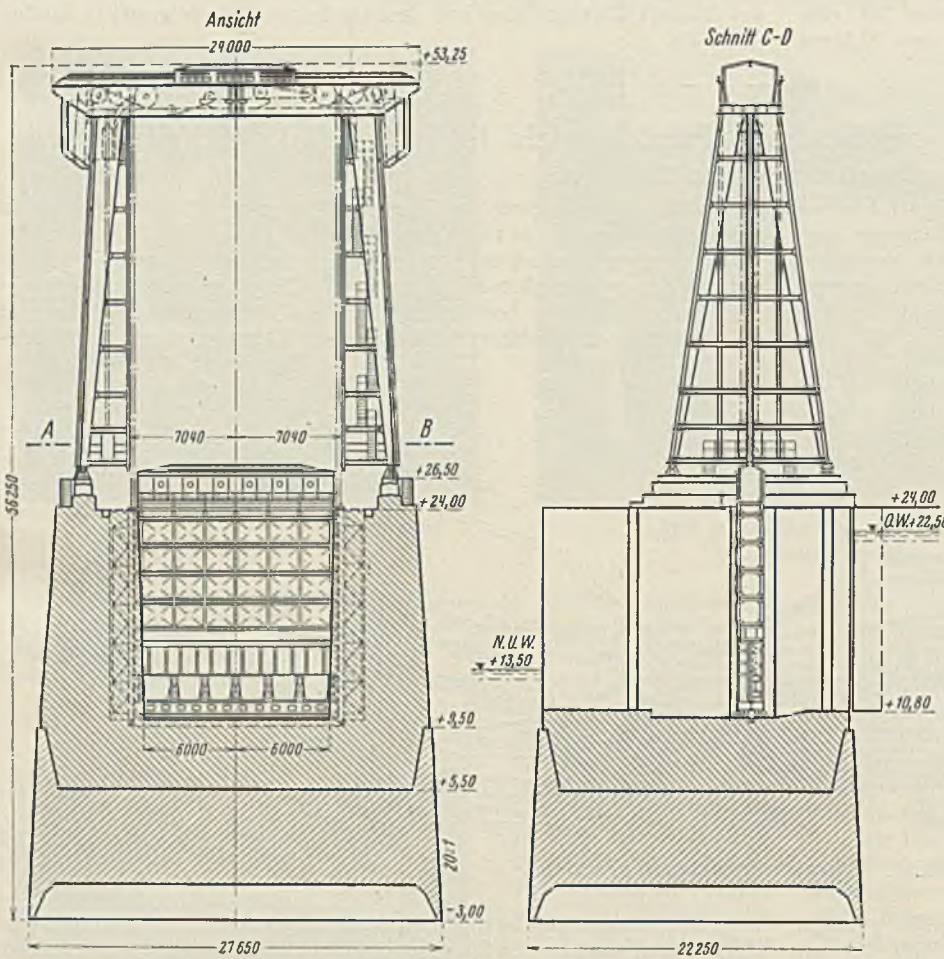


Abb. 3. Schleusenunterhaupt mit Hubtor.

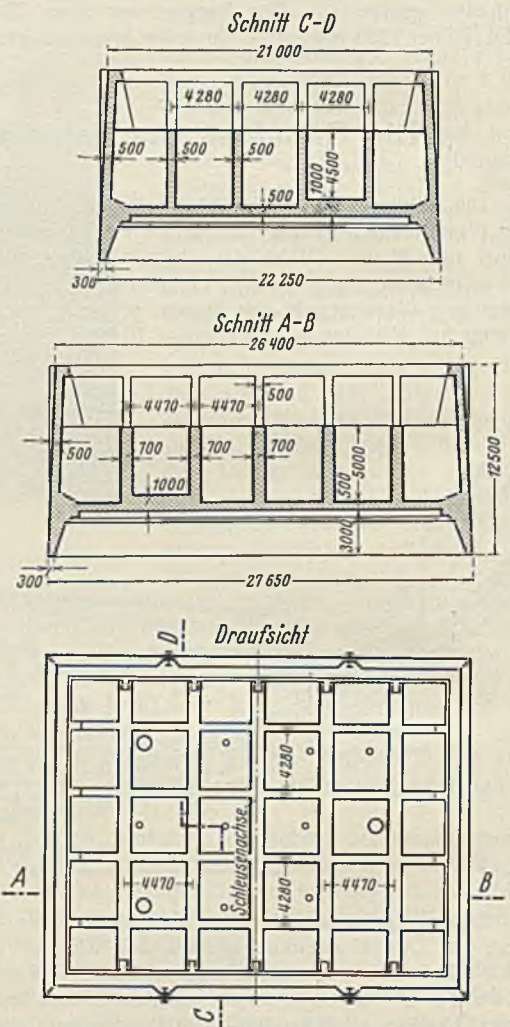
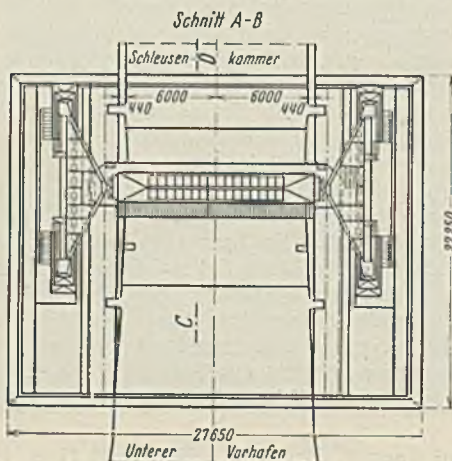


Abb. 4. Senkkastentwurf.



sehr leicht auseinanderbrechende Masse zu erbohren war. Der breiige Glimmertone war offenbar umgelagerter Boden, der feste hingegen regelrechte alte Strandbildung der Tertiarzeit.
Der zwischen Kies und festem Glimmertone liegende breiige Glimmertone konnte — namentlich mit Rücksicht auf später zu erwartende

unter Baugrubensohle Schwierigkeiten für die Aussteifungsrahmen und deren Einbau. Überdies war mit dieser Ausführungsart der Nachteil verbunden, daß von Anfang an die Tiefe der Gründung festgelegt und auch dann im wesentlichen festgehalten werden mußte, wenn etwa beim Anlangen auf der beabsichtigten Gründungssohle die Bodenverhältnisse ein noch weiteres Hinabgehen als wünschenswert erscheinen lassen sollten. Als zweckmäßigste Lösung für den vorliegenden Fall bot sich die Absenkung eines das ganze Haupt unterspannenden Senkkastens mittels Druckluft. Da der Bau eines eisernen Kastens erhebliche Zeit in Anspruch genommen haben würde und diese Zeit nicht zur Verfügung stand, entschloß sich die Bauverwaltung zur Ausführung des Kastens in Eisenbeton. Abb. 3 gibt eine Übersicht des Entwurfes für das ganze

²⁾ Vgl. Abhandlung Natermann, Bautechn. 1930, Heft 53/54, S. 795.

Geländesenkungen und -zerrungen infolge Bergbaues — nicht als einwandfreier Baugrund angesehen werden. Die Fundamente des Unterhauptes waren daher bis auf den festen Glimmertone, etwa bis Ord. — 3,0 m NN, hinabzuführen. Die Verwendung von Pfählen hierfür wurde wegen der zu erwartenden bergbaulichen Senkungen nicht für zweckmäßig gehalten. Die Herstellung eines großen, bis zum festen Ton hinreichenden Betonblocks zwischen umschließenden, gegenseitig ver-

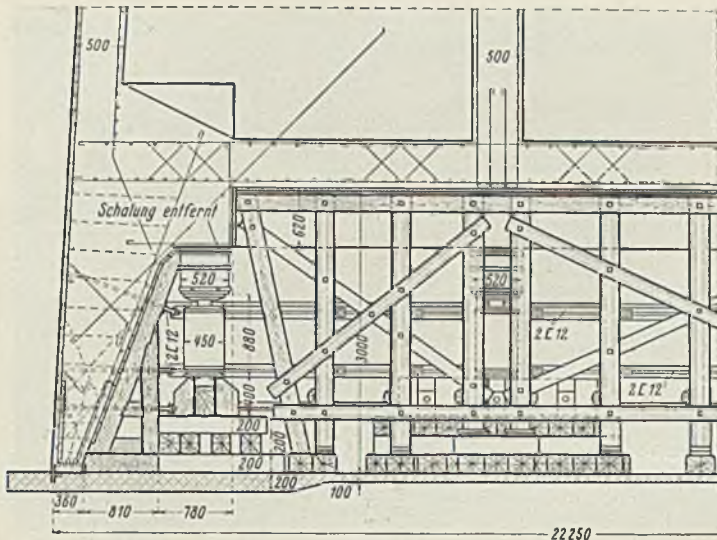


Abb. 5. Querschnitt durch die Schneidenwand mit Innenschalung. Anordnung der Druckluftpressen.

Unterhaupt mit Hubtor, Abb. 4 u. 5 veranschaulichen die Durchbildung des Senkkastens.

Die Grundfläche des Kastens beträgt danach $27,65 \times 22,25 \text{ m} =$ rd. 615 m^2 , die Höhe 12,5 m. Die Arbeitskammer ist 3 m hoch. Die Schneidenwände, am Fuß mit einer 30 cm breiten, aus Profilleisen gebildeten Schneide bewehrt, tragen auf der Kammerseite, unmittelbar unter der Decke, einen 60 cm breiten Randbalken, unter den die zum Abheben des fertig betonierten Kastens von der Schalung bestimmten 22 Druckwasserpressen zu stehen kommen (s. Abb. 5).

Die Decke der Arbeitskammer, im allgemeinen 50 cm dick, ist an den Stellen, wo sie von den 90 cm weiten Schachtröhren der drei Hauptschleusen durchbrochen wird, auf 1 m verstärkt. Der über der Decke nach oben folgende Senkkastenraum ist bis 5 m über der Decke in 30 voneinander durch Eisenbetonwände getrennte Zellen aufgeteilt. Die Wände sind als Deckenträger ausgebildet. Der oberste, 4 m hohe Kasteninnenraum ist frei von allen Zwischenwänden und zur Aufnahme der fachwerkartig durchgebildeten Sohlenbewehrung des Unterhauptes bestimmt. Von den in der Decke der Arbeitskammer vorgesehenen drei größeren Öffnungen sind zwei für die Materialschleusen, eine für die Personenschleuse bestimmt; außerdem sind noch neun kleinere Öffnungen über die Fläche verteilt, durch die ebenfalls mittels kleinerer Schleusen Beton zum letzten Ausgießen der Arbeitskammer eingebracht werden kann.

Wie oben erwähnt, sind die Kammerwände der Schleuse aus eisernen Spundwänden — verstärktem Kastenprofil Ic der Dortmunder Union — gebildet. Diese Spundbohlen, mit teilweise 28 m Einzellänge, sind sämtlich bis in den festen Glimmertoneingerammt, um die Kammer, die keine wasserdichte Sohle besitzt, allseitig möglichst dicht nach außen hin abzuschließen. Infolgedessen mußte auch der Anschluß der Kammerwände an das Haupt nach gleichen Grundsätzen ausgebildet werden. An den Stellen, wo daher die Kammerwände — und ebenso auf der gegenüberliegenden Seite die gleich ausgebildeten Leitwerkswände des unteren

Vorhafens — auf den Senkkasten stoßen, sind auf die an sich 20:1 geneigten Außenflächen des Senkkastens Keilstücke mit senkrechter Außenfläche angesetzt, die eiserne Formstücke tragen, in die dann ihrerseits die eisernen Spundbohlen der Kammer- und Leitwerkswände eingeschoben werden können (s. Abb. 4, 12 u. 16).

Über die statische Berechnung des Senkkastens sei folgendes angedeutet. Unter Voraussetzung der Verwendung eines Kiessandbetons im Mischungsverhältnis von mindestens 1:5 wurden für die Regelfälle Spannungen von 50 kg/cm^2 für Beton und von 1200 kg/cm^2 für Eisen zugelassen, für die kaum zu erwartenden Katastrophenfälle der Berechnung Spannungen von 80 bzw. 1800 kg/cm^2 .

Für die Berechnung der Schneidenwände wurden folgende zwei Regelfälle betrachtet:

- a) Senkkasten auf -3 m NN abgesenkt, Preßluft entweicht; voller Wasser- und Erddruck wirkt auf Außenwand;
- b) Senkkasten in gleicher Lage, Preßluft entweicht; Kasten sinkt bis dicht unter den Randbalken für die Druckwasserpressen in das Erdreich ein ($2,20 \text{ m}$ tief).

Die Decke der Arbeitskammer hat untere und obere Rundeseisenbewehrung. Für die Berechnung der unteren wurde der gesamte Füllbeton in 5 m Höhe als Auflast eingesetzt; doch wurden mit Rücksicht darauf, daß die unteren Schichten beim Einbringen der oberen schon teilweise erhärtet sind, die Spannungen der Katastrophenfälle zugelassen. Für die Berechnung der oberen Bewehrung war maßgebend, daß der Kasten ohne Füllbeton bis etwa Ord. $+3 \text{ m NN}$ absinken würde. Es war also mit einem Druck von 6,0 m Wassersäule zu rechnen.

Die inneren Zellenwände wurden als Regelfall erstens auf Seitendruck durch den eingebrachten frischen Füllbeton unter Annahme von 2 m Füllunterschied gegen die Nachbarzellen berechnet, sodann als Tragbalken — statisch unbestimmtes System gekreuzter Träger — für die auf die Decke der Arbeitskammer entfallenden senkrechten Lasten. Außerdem wurde der Einfluß des Katastrophenfalles (Senkkasten in Schlußlage, Preßluft entwichen) auf die Tragbalken berücksichtigt. Die Außenwände des Kastens über der Kammer waren gleichfalls auf Seitendruck von außen und innen zu berechnen, außerdem als Tragbalken für die senkrechten Lasten, wobei für den Katastrophenfall angenommen war, daß die Schneide in tiefster Stellung nach Abblasen der Druckluft 10 m weit ohne Unterstützung auskragt. Diese ungünstige Annahme war gemacht worden mit Rücksicht darauf, daß über das Verhalten des Glimmertons keine Erfahrungen vorlagen.

Die Bauarbeiten begannen Ende November 1927 nach Abgleichung der Bausohle mit dem Auslegen der eisernen Schneide (Abb. 6). Um einerseits für die Schneide eine feste Bauebene, andererseits für das spätere Abheben des fertigen Senkkastens von der Schalung der Arbeitskammer durch die Druckwasserpressen eine einwandfreie Unterlage zu haben, wurde unter und neben der Schneide ein 3,0 m breites, 20 cm starkes Band aus Sparbeton hergestellt und außerdem die innerhalb des Bandes liegende Fläche zwecks sauberer Aufstellung der Innenschalung der Arbeitskammer ebenfalls 10 cm stark mit Sparbeton abgedeckt (s. Abb. 5). Daran anschließend wurde die auf dichtem Schwellrost ruhende Schalung der Arbeitskammer aufgestellt, die rd. 300 m^3 Kantholz und Bohlen erforderte (s. Abb. 5 u. 7). Es folgte der Einbau der rd. 160 t Rundeseisenbewehrung. Zur Unterstützung dieser hochaufragenden Flechtwände wurde um den gesamten Kasten ein aus versetzbaren Böcken bestehendes und gleichzeitig zum Halten der Außenschalung bestimmtes Traggerüst gebaut, das eine obere Bühne trug, an die die Flechtwände angehängt werden konnten. An den Stellen, an denen die Decke der Arbeitskammer



Abb. 6. Blick auf die Schleusenbaugrube mit ausgelegter Senkkastenschneide für das Unterhaupt.

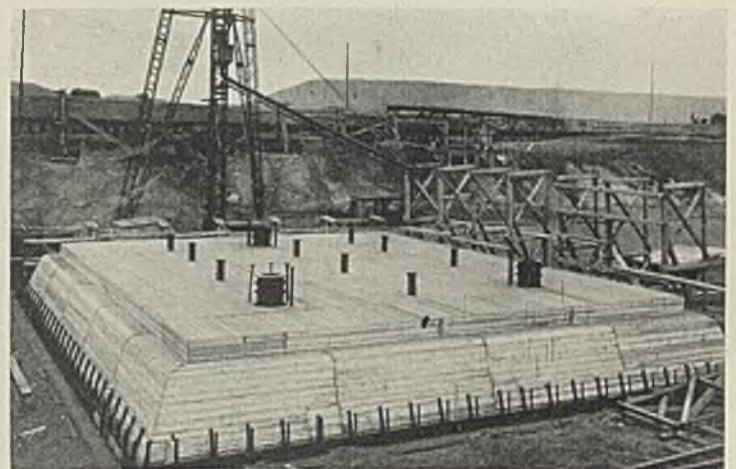


Abb. 7. Innenschalung der Arbeitskammer.

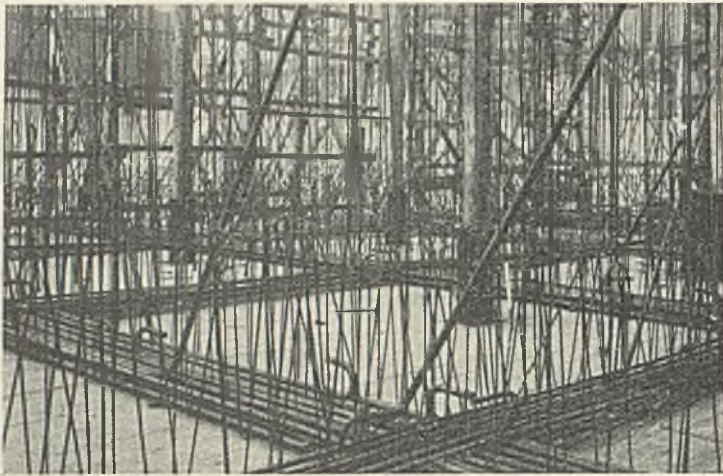


Abb. 8. Untere Bewehrung der Zellenwände.



Abb. 10. Inneres der Arbeitskammer des Senkkastens.

von den 12 Schachtrohren der Schleusen durchbrochen wurde, wurden in diese fest einzubetonierenden Rohrschüsse besondere Stützen gestellt, die bis nach Beendigung der Betonierung des eigentlichen Senkkastens stehen bleiben konnten (Abb. 8). Die dichte Lage der schweren Rundeseisen von 30 bis 40 mm Durchm. im unteren Teil der Zellenwände zwang an den Stoßstellen zur Verwendung von Muffen (s. Abb. 8, vordere Kreuzung).

Das Betonieren des Kastens wurde in drei Abschnitten vorgenommen: der erste reichte von der Schneide bis oberhalb der Decke der Arbeitskammer, der zweite von hier bis zur Oberkante der inneren Zellenwände, der letzte schließlich umfaßte die obere Aufsatzmauer. Diese Einteilung ergab sich aus den Erfordernissen für den Aufbau von Schalung und Bewehrung und für einwandfreies Einbringen des Betons in die schmalen, stark bewehrten Wände.

Da der Kasten möglichst schnell nach der Herstellung auch abgesehen werden sollte, war ein Zement zu verwenden, der bei niedrigem Preise gute Anfangsfestigkeiten gab. Die Verwaltung entschloß sich zur Wahl von Eisenportlandzement, Marke Schalker Verein. Der verwendete Gußbeton bestand je m³ aus 325 kg Eisenportlandzement, 70 kg Traß, 1050 l Rheinkiesand und 225 l Wasser.

Der Kiessand umfaßt die Körnung von 0 bis 25 mm und schloß sich in seiner Zusammensetzung gut der Fuller-Kurve an. Die im Laboratorium abgedrückten Probewürfel von 20 cm Seitenlänge, deren Masse während des Betonierens der Arbeitskammer unmittelbar aus der Gießrinne entnommen worden war, zeigten nach Luftlagerung folgende Festigkeiten in kg/cm²:

Alter	Würfel I	Würfel II	Würfel III	Mittel
8 Tage	121,5	121,5	123,4	122,1
14 "	150,0	165,2	153,8	156,3
28 "	235,5	229,8	226,0	230,4
90 "	301,0	304,8	291,5	299,1
180 "	322,8	329,5	339,0	330,4

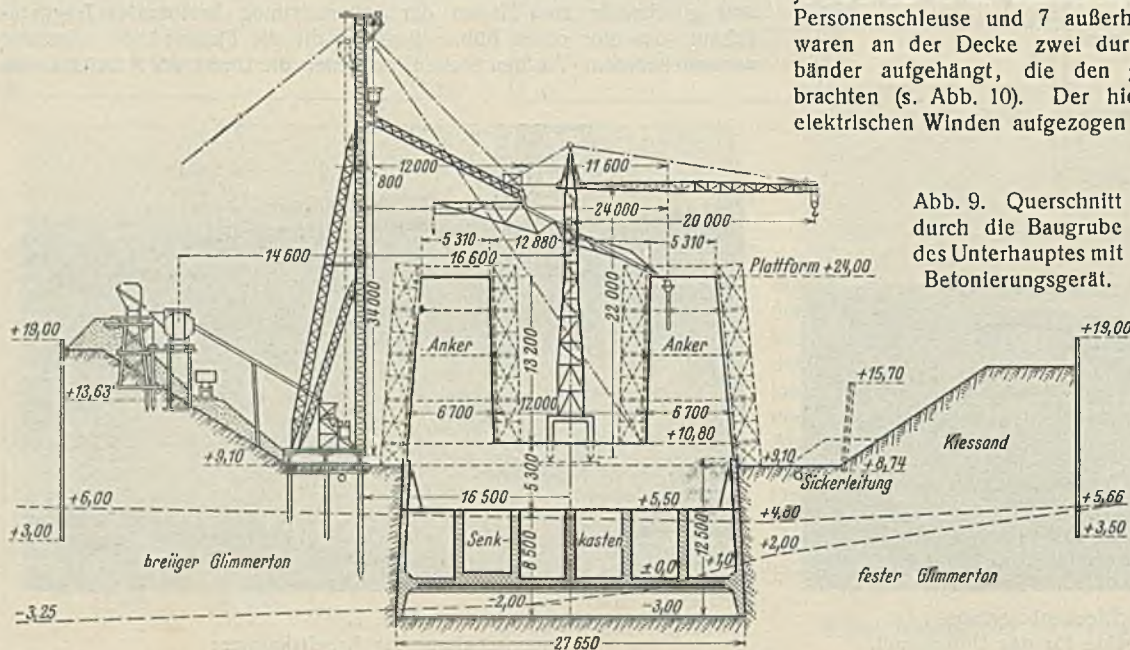
Zement und Traß wurden in einer Vormischanlage gemischt, maschinell gewogen und dann nebst dem Kiessand in Silowagen der Mischmaschine

zugeführt, die neben dem Gießturm aufgestellt war. Die Einrichtung an der Baustelle veranschaulicht Abb. 9.

Die am 21. März 1928 begonnenen Betonierungsarbeiten des Senkkastens waren am 18. April beendet. Nach dem Ausschalen der Zellen- und Außenwände, dem Einbau der Schachtrohre, Schleusen und der 22 an eine gemeinsame Druckleitung angeschlossenen Druckwasserpressen von je 250 t Tragfähigkeit im Innern der Arbeitskammer (s. Abb. 5) konnte am 7. Mai der rd. 4000 t schwere Senkkasten von der Schalung des Arbeitsraumes, auf der er bisher im wesentlichen geruht hatte, abgehoben und am 9. Mai von den Pressen auf die Schneide abgesetzt werden, die zunächst noch durch eine besondere, mit dem Beton der Schneidenwand fest verbundene Holzkonstruktion verbreitert blieb, um vorzeitiges Absinken in den Boden zu verhüten (s. Abb. 5). Nach vollständiger Entfernung der Schalung des Arbeitsraums, die unter der Schneide hindurch nach außen gebracht werden mußte, und nach Durchtrennung der Bolzen, mit denen die vorerwähnte Holzkonstruktion an der Schneidenwand hing, konnte der Senkkasten ganz auf die Schneide abgelassen werden, wobei er nach Durchbrechung der Sparbetonschicht rd. 50 cm tief in den Boden einsank und damit in die Zone des abgesenkten Grundwassers kam. Vor dem Ablassen war der unterste Teil des Senkkastens im Bereich der Arbeitskammer zwecks Verminderung des Druckluftverbrauches innen und außen torkretiert worden. Eine genaue Untersuchung des Arbeitsraums nach dem Ablassen stellte einige feine Haarrisse in den Schneidenwänden fest, ergab aber sonst keine Mängel.

Am 31. Mai begann die Bodenförderung aus der Arbeitskammer, zunächst noch ohne Verwendung von Preßluft. Am 1. Juni wurde sodann Preßluft eingeblasen. Die Baufirma hatte, um für alle Fälle gerüstet zu sein, zwei Dampfkompressoren von je 17,5 m³ minutlicher Leistung und eine elektrische Reserve aufgestellt. Tatsächlich brauchte jeweils nur ein Kompressor zu laufen. Es wurde in drei Schichten gearbeitet, wobei je 24 Mann in der Arbeitskammer, 6 für die zwei Material- und eine Personenschleuse und 7 außerhalb tätig waren. In der Arbeitskammer waren an der Decke zwei durch Elektromotoren angetriebene Förderbänder aufgehängt, die den gelösten Boden zu den Schachtrohren brachten (s. Abb. 10). Der hier in Kübel gefüllte Boden wurde mit elektrischen Winden aufgezogen und außerhalb der Schleusen auf Förderbänder abgeworfen, die ihn den Kippwagen zuführten (s. Abb. 11 u. 12).

Abb. 9. Querschnitt durch die Baugrube des Unterhauptes mit Betonierungsgerät.



Die Tagesleistung im Kiessand und dem folgenden breiigen Glimmertone betrug etwa 200 m³, entsprechend einer Schichthöhe von 33 cm. Mit dem Fortschreiten der Absenkung wurden die Kastenzellen über der Arbeitskammer (Abb. 13), zuerst die Randzellen, allmählich mit Beton aufgefüllt. Der breiige Glimmertone, aus dem naturgemäß durch die Preßluft das Wasser herausgeblasen war, zeigte in der Arbeitskammer ein sehr dichtes Gefüge, ließ sich aber ohne jede Schwierigkeit mit dem Spaten und der Schaufel lösen. Bewegungen des Bodens während des Abräumens wurden nicht beobachtet. Die Grenze zwischen breiigem und festem

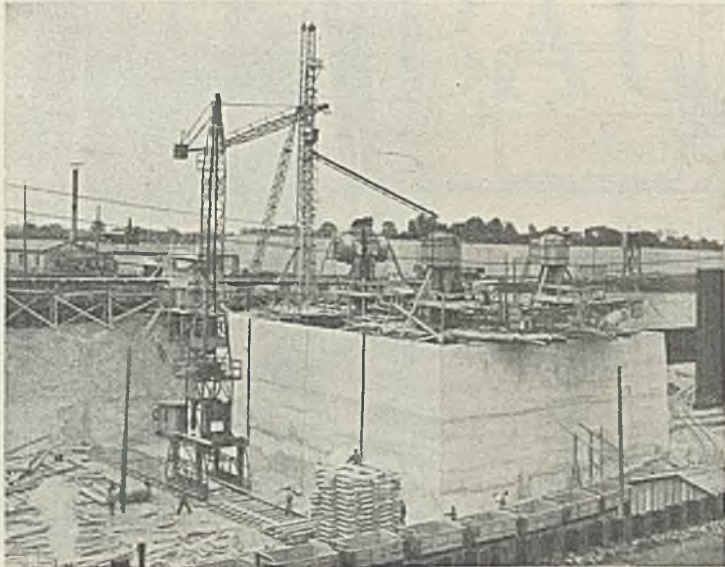


Abb. 11. Senkkasten von Westen gesehen, zu Beginn der Absenkung; links oben der Kompressorschuppen.

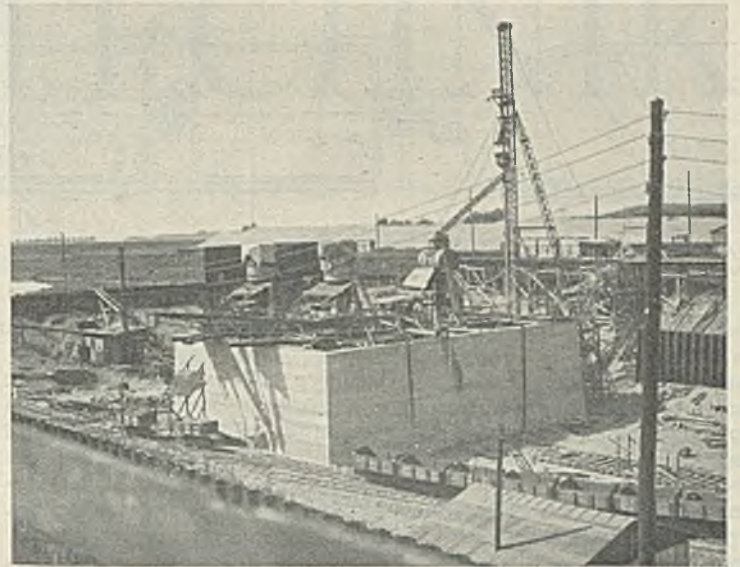


Abb. 12. Senkkasten von Osten gesehen, 4,5 m tief eingesenkt; links von ihm der Schuppen für die Wasserhaltungsanlage.

Glimmerton hob sich deutlich ab: letzterer war wesentlich fester und dichter gelagert und konnte nur mit dem Pickel gelöst werden. Dementsprechend sank die Arbeitsleistung auf täglich 130 m^3 . Am 20. Juli morgens war die entwurfsmäßige Schlußstellung des Kastens auf Ord. — 3,0 m NN erreicht. Der Befund des Baugrundes gab keinen Anlaß, mit dem Kasten in noch tiefere Schichten hinunterzugehen. Die Absenkungs-

Senkkasten — abgesehen von den erwähnten, bedeutungslos gebliebenen Haarrissen — sind nicht aufgetreten. Besondere Anerkennung verdiente die Leistung der Baufirma, daß der Senkkasten, der gelegentlich Neigung zu seitlichem Abwandern zeigte, bis auf wenige Zentimeter genau an die entwurfsmäßige Stelle gebracht werden konnte. Dies war nötig, damit die inzwischen gerammten Kammerspundwände mit den im Senkkasten einbetonierten Anschlußseilen — sie sind in Abb. 12 gut sichtbar — fluchtgerecht verbunden werden konnten. Geführt wurde der Kasten beim Absenken wie üblich nur durch die Art der Bodenentfernung an den Schneidwänden und durch Anwendung nach Bedarf schräg gestellter Deckenstützen in der Arbeitskammer (s. Abb. 10, links).

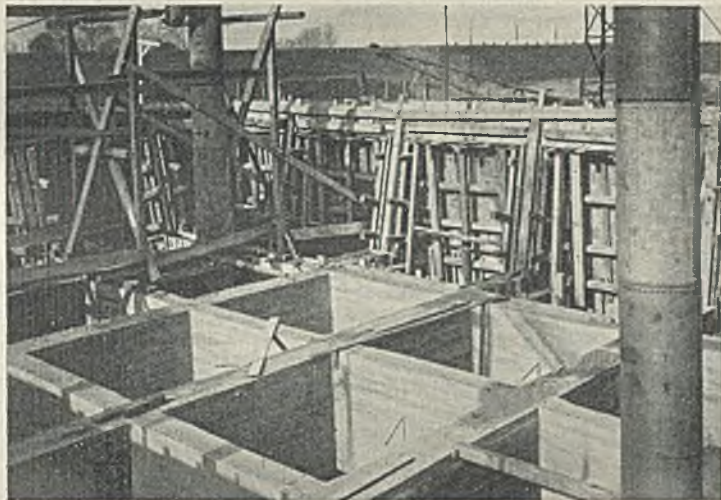


Abb. 13. Aufsicht auf die Zellen des Senkkastens.

arbeiten unter Preßluft hatten 50 Tage gedauert, die mittlere tägliche Absenkung betrug 23 cm, der mittlere Aushub unter Einrechnung von gelegentlichen Ausfällen 135 m^3 , der höchste Arbeitsüberdruck 1,5 at. Die Absenkung war ohne ernstliche Zwischenfälle verlaufen. Risse im

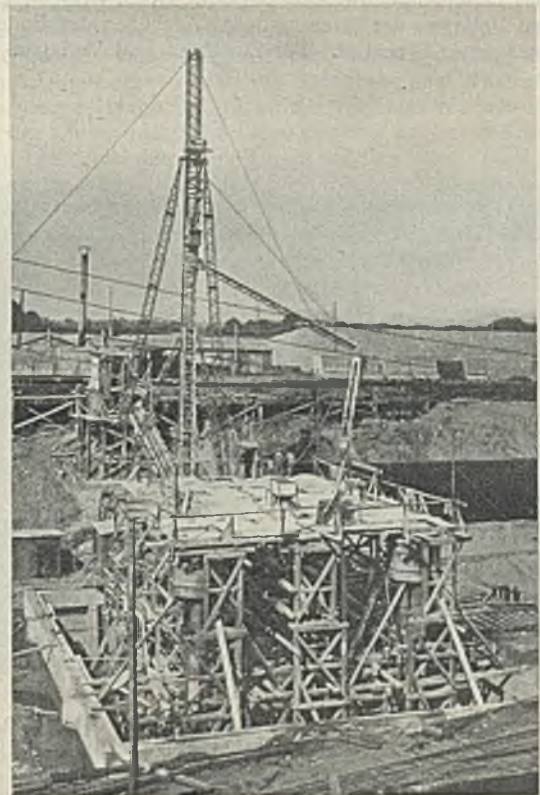


Abb. 14. Senkkastengerüst für das Ausbetonieren der Arbeitskammer.

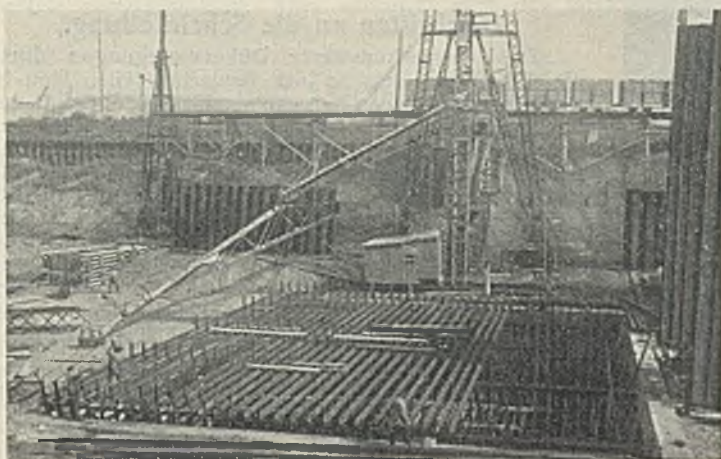


Abb. 15. Einbau der Sohlenbewehrung des Unterhauptes.

Am 25. Juli begann, nachdem die Schleusen umgebaut und auf dem abgesenkten Kasten ein besonderes Arbeitsgerüst mit Bühne aufgestellt worden war (s. Abb. 14), das Ausbetonieren der 1650 m^3 fassenden Arbeitskammer. Die ursprüngliche Absicht, hierfür Stampfbeton zu verwenden, wurde zwecks Zeitersparnis aufgegeben. Es kam Gußbeton im Mischungsverhältnis von 1 R.-T. Hochofenzement : 0,3 R.-T. Traß : 2,55 R.-T. Sand : 3,85 R.-T. Kies zur Verwendung. Das Verarbeiten der Betonmasse, vor allem das Unterstopfen der Kammerdecke bot Schwierigkeiten. Der Beton

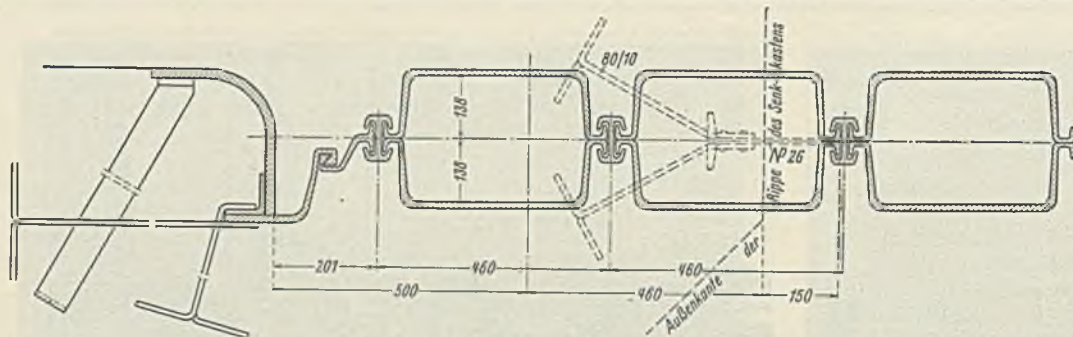
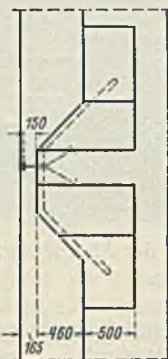


Abb. 16. Anschluß der Kammerspundwände an Senkkasten und Haupt.

konnte erst, nachdem er schon angefangen hatte abzubinden, verbaut werden. Nach Einbringen einer starken Schicht auf der Sohle wurde von den Schneidwänden aus nach innen zu den Schachtröhren der drei Hauptschleusen hin gearbeitet. Die letzten oberen Reste wurden jeweils durch die kleinen Betonschleusen aufgefüllt. Die Temperatur im Arbeitsraum stieg auf 34°C . Am 7. August morgens war die Arbeit beendet. Nach dem Abbrechen des Arbeitsgerüsts, der Schleusen usw. wurde der obere, über den inzwischen voll aufgefüllten Zellen des Senkkastens liegende Raum zur Aufnahme der Sohlenbewehrung des Unterhauptes vorbereitet und diese dann eingebaut. Abb. 15 zeigt diese Arbeiten und läßt gleichzeitig das äußerste Ende der geramnten, an den Senkkasten angeschlossenen Kammerwände sehen. Das Schließen der Lücke zwischen den Wänden und dem Haupt durch zwei eingeschobene, auf dem Senkkastenrand aufstehende und in besondere in das Haupt einbetonierte Formeisen eingreifende Spundwandkasten bot später keine Schwierigkeiten (s. Abb. 16). Einen Blick auf das fertige Unterhaupt zur Zeit des Montierens der Hubtore gibt Abb. 17.

Für die Herstellung des Senkkastens bis zur Oberkante der inneren Zellen, also von insgesamt 8,50 m Höhe, und für das Absenken des Kastens bis zur entwurfsgemäßen Tiefe waren 14,20 RM je m^3 umbauten Raumes dieses Körpers zu zahlen.

In dem Preise einbegriffen war das Vorhalten sämtlicher zur Herstellung und zum Absenken erforderlichen Geräte, Rüstungen, Maschinen usw., nicht aber das Liefern irgendwelcher Baustoffe (Kies, Zement, Eisen), das Zurichten und Verlegen der Eisen und das Ausheben des Bodens in der Arbeitskammer unter Druckluft. Für Zurichten und Verlegen der Eisen



Zu Abb. 16.

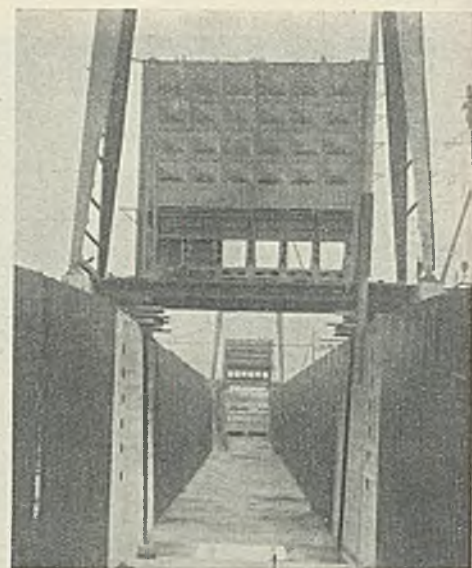


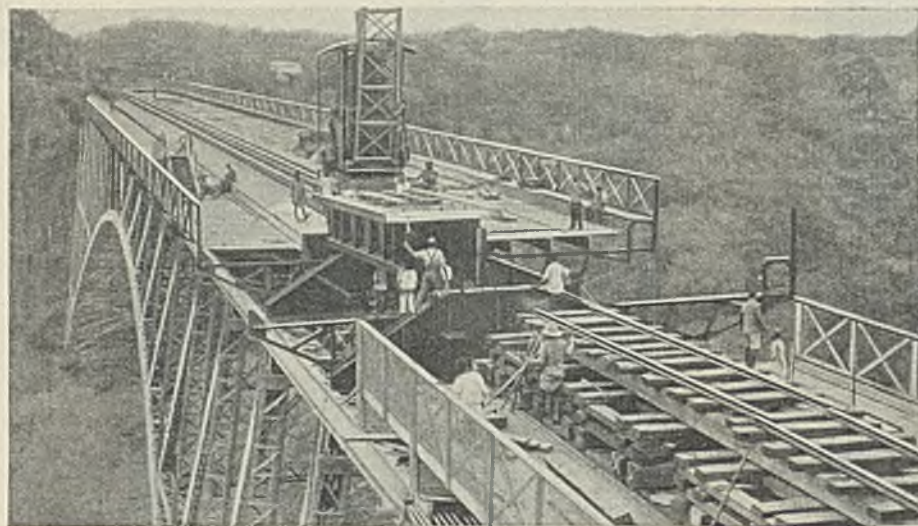
Abb. 17. Unterhaupt mit Kammer (unvollendeter Bauzustand).

waren 100 RM/t zu zahlen, für das Ausheben und Verbauen des Bodens aus der Arbeitskammer $25,50\text{RM}/\text{m}^3$ (Kiessand) und $28,50\text{RM}/\text{m}^3$ (Glimmertone). Für die oberhalb der inneren Zellen des Senkkastens liegende Aufsatzmauer

wurden gesondert $20\text{RM}/\text{m}^3$ vergütet einschließlich Zurichtens und Verlegens der Eisen, aber ebenfalls ohne Lieferung der Baustoffe. Das Ausbetonieren der Arbeitskammer und der Zellen wurde gleichfalls besonders bezahlt mit $31\text{RM}/\text{m}^3$ bzw. $12,50\text{RM}/\text{m}^3$ ohne Baustofflieferung.

Mit der Ausführung der geschilderten Gründung einschließlich deren Einzeldurchbildung — wie überhaupt mit dem Gesamtbau der Schleuse Friedrichsfeld — war nach öffentlicher Ausschreibung die Aktiengesellschaft Philipp Holzmann, Frankfurt a. M., Zweigniederlassung Düsseldorf, betraut worden, die dank ihrer reichen Erfahrungen auf dem Gebiete von Druckluftgründungen die ihr gestellte Aufgabe einwandfrei löste.

Vermischtes.



Umbau der Brücke über die Victoria-Fälle in Rhodesia, Zentralafrika. Die im Jahre 1905 erbaute zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Victoria-Fälle in Rhodesia, Zentralafrika, besteht in ihrem Unterbau aus einem bogenförmigen Teil von rd. 152 m Spannweite und zwei Seitenöffnungen von 26,6 und 19 m Länge. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1931, Bd. 106, Nr. 10 v. 5. März, S. 398, war sie seinerzeit für zwei Lastzüge von je einer Lokomotive mit 5,74 t/lfdm und je zwei Wagen mit 4,37 t/lfdm berechnet worden. Außerdem waren Temperaturunterschiede von $\pm 16^{\circ}\text{C}$ und ein Winddruck von $145\text{kg}/\text{m}^2$ auf Brücke und Lastzug, bzw. $220\text{kg}/\text{m}^2$ auf die Brückenkonstruktion allein berücksichtigt worden. — Wegen des seit der Zeit der Erbauung eingetretenen Kraftwagenverkehrs und wegen der Erhöhung der Achslasten bis zu 20 t war der Umbau erforderlich geworden. Die Brücke hat jetzt nur einen Schienenweg, außerdem einen Fahrdamm und einen Fußweg zu tragen, was durch Verbreiterung der Brückendecke auf neu eingebauten, auskragenden Querträgern ermöglicht wurde (vgl. Abb.).

Die ursprünglichen Querträger lagen in Abständen von 3,80 m, und zwar kam dabei jeder zweite auf die Mitte der oberen Gurtung zu liegen. Zur Vermeidung der dadurch erzeugten Biegebeanspruchungen in den Gurtstäben wurden die neuen Querträger im doppelten Abstände (7,60 m) in die Ebenen der Ständer gelegt. Die größere Bauhöhe der neuen Querträger ergab eine Erhöhung der S.O. um 1,39 m.

Während des Umbaus wurde der Bahnverkehr lediglich einmal wöchentlich für 8 Stunden unterbrochen. Die Zwischenzeiten dienten zur Vorbereitung der neu einzubauenden Montagestücke. Die Abbildung zeigt im Vordergrund die ursprüngliche Brückendecke mit der behelfsmäßig erhöhten Gleisstrecke und im Hintergrunde die neue Brückendecke mit dem Baukran auf dem fertig verlegten Gleis, links davon den Fußweg und rechts davon den Fahrweg. Zs.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zwei bemerkenswerte Dükerverlegungen durch die Elbe. Zu dem in der Bautechn. 1931, Heft 16, S. 235 ff., erschienenen Aufsatz von Dr.-Ing. Krauth und Oberingenieur Krauß erhalten wir von den Verfassern auf Veranlassung der Mittellandkanal-Hafen Magdeburg AG. betr. der Verlegung des Doppeldükers bei Magdeburg als Ergänzung folgende Zuschrift: Eigentümerin der Anlage ist die Gasversorgung Magdeburg-Anhalt AG. Diese hatte die Mittellandkanal-Hafen Magdeburg AG. gebeten, die Verlegung des Doppeldükers durchzuführen. Nachdem die Hafen-AG. die hierzu notwendigen technischen Vorarbeiten erledigt hatte, wurde der Doppeldüker nach der Arbeitsdisposition der Firma H. Leymann in Bremen durch die Firmen H. Leymann, Bremen, und B. Wittkop AG., Magdeburg, unter Oberleitung der Mittellandkanal-Hafen AG., Magdeburg, durchgeführt.

INHALT: Instandsetzungs- und Verstärkungsarbeiten an der Rheinbrücke Ruhrort-Homburg. — Der Abbruch des Schüpflitzer Tunnels. — Die Gründung des Unterhauptes der Schleuse Friedrichsfeld im Wesel-Datteln-Kanal. — Vermischtes: Umbau der Brücke über die Victoria-Fälle in Rhodesia, Zentralafrika. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.